

ESTUDIOS SOBRE PUENTES DE MADERA

CON UN ENSAYO PRÉVIO DE CLASIFICACION DE LAS CARGAS RODANTES PARA LAS VÍAS CARRETERAS DE CHILE

INTRODUCCION

1.—Los puentes de madera se emplean con tanta frecuencia en Chile para el pasaje de las vías carreteras, que merece un estudio especial el exámen comparativo de los diferentes sistemas empleados. Nuestro propósito en la presente Memoria es el siguiente: 1.°, estudiar varios tipos de puentes para las luces mas usuales; 2.°, determinar las cantidades de materiales necesarias para su construccion; 3.°, establecer en qué condiciones habrá ventaja en pasar de un sistema a otro, i llegar así a formar una série de obras-tipos que sean las mas económicas en cada uno de los casos mas comunes de la práctica. Para que semejante estudio pueda servir de base a una clasificacion séria, es indispensable aplicar a cada sistema un cálculo exacto i colocar todos los tipos en las mismas condiciones de carga.

2. *De los cálculos.*—Para los *tramos de pequeña magnitud,* que son, por cierto, los mas numerosos en Chile, los métodos de cálculo que conviene aplicar son mui poco conocidos. Esto sucede principalmente para las vigas con torna-puntas, con

o sin vigas-sopandas; i de una manera jeneral para todos los puentes cuyas dimensiones deberian calcularse tomando en cuenta las deformaciones elásticas del sistema. En los mejores autores solo se encuentran datos mui escasos en lo que se refiere a la determinacion de las dimensiones de estas piezas. Resulta que por lo jeneral se calculan estas obras aplicando métodos aproximativos que se alejan mucho de la realidad. Será pues útil esponer con algun detalle los métodos exactos de cálculos del caso i aplicarlos a una série de ejemplos relativos a los casos mas usuales de la práctica. Ademas nos detendremos en calcular las mismas obras por medio de los diferentes métodos aproximativos que se usan, i el exámen comparativo de los resultados obtenidos nos dará el valor práctico de estas soluciones mas o ménos aproximativas. Tendremos ocasion, en esta parte de nuestra Memoria, de hacer numerosas aplicaciones de la Grafostática, que entra, felizmente, a simplificar las indagaciones laboriosas i consigue soluciones elegantes de los problemas.

3.—Para las *vigas-barandas*, al contrario, seguiremos un método analítico. Las dimensiones de las piezas se determinan por medio de los momentos de flexion i de los esfuezos de corte máximos, entrando los primeros en el cálculo de las cabezas, i los otros en el de los montantes i de las diagonales. Ademas, es sabido que se componen los esfuerzos debidos al peso muerto, ya sea con los de la carga rodante, ya sea con los de la sobrecarga uniforme, teniendo cuidado de emplear en cada caso la hipótesis mas desfavorable. Es cierto que se podria, por cada proyecto, trazar el lugar de los momentos i el de los esfuerzos de corte máximos que corresponden a cada uno de los dos modos de sobrecarga, i comparar en seguida los resultados. Pero seria un procedimiento mui laborioso. Ademas, no estando combinadas las diferentes operaciones, la indagacion de la sobrecarga mas desfavorable seria un trabajo que habria que volver a hacer para cada proyecto. Se simplifica mucho el trabajo trasformando las cargas rodantes en cargas uniformes que tengan el mismo efecto,i entónces una simple inspeccion de los cuadros de las cargas basta para conocer el estado de solicitacion mas desfavorable.

4. *De las cargas.*—En Europa las cargas-tipos son objeto de una ordenanza, i todos los puentes deben calcularse con arreglo a las prescripciones ministeriales. En Béljica, la carreta de prueba tiene un peso de 18 toneladas i descansa sobre dos ejes. En Francia, las cargas rodantes tienen 16, 11, 8, o 6 toneladas, segun el caso. En Austria, las cargas-tipos se dividen en tres clases, correspondiendo las carretas de 12, 6 i 3 toneladas con caballos de 750 kilógramos de peso.

Hasta ahora no se ha adoptado en Chile ninguna clasificacion semejante. El peso de las carretas de prueba, la distancia entre las ruedas i entre los ejes, la composicion i el peso de las yuntas, son otros tantos puntos que se abandonan al juicio del injeniero encargado de un proyecto de puente. Resulta una variedad inadmisible de cargas que trae por consecuencia grandes anomalías en el conjunto de los proyectos sometidos al Consejo Superior de Obras Públicas. Seria, pues, útil clasificar los puentes en varias categorías, segun la naturaleza del tráfico a que tendrán que resistir.

Hé aquí un proyecto de clasificacion de las cargas rodantes, completado a continuacion con un estudio sobre la trasformacion de estas cargas en cargas uniformes equivalentes.

CAPÍTULO PRIMERO

De las cargas rodantes

§ 1.—De la clasificacion de las cargas rodantes

5. *Cargas rodantes-tipos.*—La lámina primera da el detalle de una série de cargas rodantes-tipos que podrian servir de base para una clasificacion metódica. Las carretas son cinco, i tienen la composicion siguiente:

1.° Carreta de 16 toneladas, sobre dos ejes, cargados respec-

tivamente con 10 i 6 toneladas, i distantes de 3 metros; con dos metros de distancia entre las ruedas, i uncida con cuatro yuntas de bueyes de 800 kilógramos cada uno, sobre una lonjitud de 12 metros.

2.° Carreta de 11 toneladas, sobre un solo eje, uncida con cuatro yuntas de bueyes como en el caso anterior.

3.° Carreta de 8 toneladas, sobre un solo eje, uncida con tres yuntas de bueyes.

4.° Carreta de 6 toneladas, sobre un solo eje, uncida con tres yuntas de bueyes, como en el caso anterior.

5.° Carreta de 3 toneladas, sobre un solo eje, uncida con dos yuntas de bueyes.

En todos estos casos, la distancia de las ruedas es de 2 metros de eje a eje, i la lonjitud de cada yunta de bueyes es de 3 metros.

6. *Cargas usuales.*—Diremos sin mas tardar que, a nuestro parecer, las cargas de 16 toneladas i aun las de 11 toneladas son exajeradas. El estado de la mayor parte de los caminos de Chile no permitiria la circulacion de vehículos tan pesados. Sin embargo los hemos introducido en este estudio para que no haya necesidad de hacer una nueva clasificacion cuando el mejoramiento de los caminos i el desarrollo de la industria nacional hayan traido como con secuencia el aumento del peso de las cargas rodantes. Ademas, es evidente que para el cálculo de los puentes definitivos que han de construirse en los grandes centros de poblacion, será necesario emplear cargas rodantes mas grandes que para los puentes ordinarios.

Con todo, las cargas mas usuales i las que convienen en la mayor parte de los casos de la práctica, son las de 8 i 6 toneladas.

En Santiago, i en muchas localidades del pais, se encuentran carretas con 100 quintales españoles de carga con frecuencia, i sucede a veces que la carga pasa de este límite.

Tomamos 30 quintales como peso de la carreta. Resulta que la carga que trafica con frecuencia en los caminos es de 130 quintales, es decir $130 \times 46^{k} = 5980$ kgs., o sea 6 toneladas. En vista de los casos excepcionales, i conforme a lo que se hace jeneralmente, será necesario calcular estos puentes con cargas

mayores. No habrá, pues, ninguna exajeracion en adoptar para esta categoría de puentes cargas de 8 toneladas.

Sin embargo, para los caminos del campo, las cargas de 100 quintales son jeneralmente exajeradas; i en este caso, se calcularán los puentes con cargas de 6 toneladas. A veces, bastará adoptar una carga de 3 toneladas para puentes esencialmente provisionales o destinados a caminos en comarca montañosa.

7. *De las yuntas.*—En lo que se refiere a las yuntas, no hemos admitido 800 kilógramos como peso de un buei, sino para colocarnos en las condiciones mas desfavorables. Ademas, no nos alejamos mucho de las prescripciones austriacas que admiten 750 kilógramos como peso de un caballo.

De lo que precede podemos deducir que las cargas que satisfacen las necesidades actuales de Chile son las de 8 i 6 toneladas. Para los estudios que forman la segunda parte de esta Memoria, hemos aplicado la carga de 8 toneladas.

§ 2.—De la trasformacion de las cargas rodantes en cargas uniformemente repartidas equivalentes

8. *Errores que resultan de la adopción de una sola sobre carga.*—Hemos señalado (núm. 3) las ventajas de la sustitucion de las cargas rodantes por cargas uniformes equivalentes. Para los puentes de ferrocarriles esta trasformacion es mui usual. Se emplea ménos para los puentes carreteros. Antiguamente, no se determinaba mas que la carga uniforme que da el mismo momento máximo que la carga rodante en el medio del puente, i se empleaba esta carga uniforme para determinar todos los momentos de flexion i esfuerzos de corte máximos. De este modo de operar, resultaban errores mui grandes, ménos para los momentos, pero seguramente para los esfuerzos de corte. Con mayor razon se cometerian errores considerables aplicando este procedimiento a los puentes carreteros; pues en este caso, la carga consta de una carreta mui pesada en comparacion del peso de las yuntas, de suerte que hai desproporcion completa en la reparticion de las cargas. Resulta que la adopcion de una

sola sobrecarga uniforme para todos los casos no puede ménos de dar resultados que se alejan mucho de la realidad.

Bastará citar un solo ejemplo para demostrar claramente este hecho. Supongamos que para un puente de 18 metros de luz, se trate de determinar el esfuerzo de corte en la seccion S S a 12 metros del estremo izquierdo (Lámina II, fig. 3). Admitamos, a priori, las cargas uniformes del cuadro número 16. Demostraremos a continuacion que el esfuerzo de corte en S S, que corresponde a una sobrecarga uniforme que cubriese el puente desde el estremo izquierdo hasta S S, es decir en una lonjitud l', tiene por valor

$$K = \frac{\frac{1}{2} p l'^2}{l}$$

siendo l la lonjitud del tramo.

Si calculamos el esfuerzo de corte por medio de la carga uniforme que corresponde al momento máximo de la mitad del tramo, tendremos

$$p = 1{,}148 \text{ Kgs.}$$

En realidad, la carga uniforme que desarrolla en S S el mismo esfuerzo de corte máximo que la carga rodante, estando la pieza sobrecargada en 12 metros de lonjitud, es:

$$p = 1{,}718 \text{ Kgs.}$$

El error relativo será

$$\frac{1{,}148 - 1{,}718}{1{,}718} = -33.1, p\%$$

quedando el esfuerzo de corte deficiente en 33, 1 $p\%$.

El ejemplo que acabamos de citar lo hemos tomado entre todos, i se podrian citar muchos casos con errores mas grandes. Por eso es indispensable calcular las cargas uniformes equivalentes a las cargas aisladas, no solamente para los momentos sino que tambien para los esfuerzos de corte.

9. *De las varias cargas uniformes que hai que calcular.* — En lo que se refiere a los momentos, bastará, para los puentes de madera, calcular la carga uniforme que corresponde al momento máximo de la mitad del tramo. De esta carga se deducirá la seccion de las cabezas que es invariable en toda la lonjitud del puente. Sin embargo, para los puentes de fierro, cuyas cabezas, de seccion variable, deben equilibrar en cada punto al momento de flexion máximo, parece oportuno examinar si la carga uniforme deducida del momento máximo en el punto medio del tramo, da en todos los demas puntos del puente un momento comparable con el momento máximo debido a la verdadera carga rodante. Este estudio no tiene mucha importancia, ni en los estremos del puente, adonde las secciones quedan siempre exajeradas, ni en los puntos vecinos del centro, pues ahí existe la misma seccion en la lonjitud de uno o dos paños. Pero dicho estudio tendrá algun interes para puntos intermedios. Conforme con lo que hizo el señor De Leber para los puentes de ferrocarriles (*), determinaremos la carga uniforme queda el mismo momento máximo que la carga rodante a ⅙ de la luz.

Por fin, como se verá, no adoptamos para los esfuerzos de corte una misma carga en todos los nudos, sino una carga especial para cada uno. El conjunto de nuestro trabajo tendrá, pues, como resultado adoptar una série de cargas uniformes, cuyo efecto sea la reproduccion, para cada pieza de la construccion, del verdadero estado de solicitacion mas desfavorable.

10. *Cargas uniformes equivalentes para los momentos en la mitad del tramo.*

Sean (Lám. II, fig. 1):

P'_n. . . . las fuerzas aisladas a la derecha de la mitad C.
P''_n. . . . las fuerzas aisladas a la izquierda de la mitad,
a'_n. . . . las distancias desde las fuerzas P'_n. . . . hasta la mitad
a''_n. . . . las distancias desde las fuerzas P''_n. . . hasta la mitad
a, la mitad del tramo.

Consideremos dos fuerzas P'_n i P''_n. La reaccion de estas fuerzas sobre el apoyo B será:

(*) M. de Leber et C. Bricka, *Calculs des Ponts Mètalliques.*

$$R_B' = P'_n \frac{a + a'_n}{2a} + P''_n \frac{a - a''_n}{2a} =$$

$$= \tfrac{1}{2}(P'_n + P''_n) + \frac{1}{2a} + (P'_n a'_n - P''_n a''_n)$$

El momento de estas fuerzas P'_n i P''_n en la mitad C tendrá por espresion:

$$M_c = \tfrac{1}{2}\ (P'_n + P''_n)\ a + \tfrac{1}{2}\ (P'_n a'_n - P''_n a''_n) - P'_n a'_n =$$

$$\tfrac{1}{2}(P'_n + P''_n)a - \tfrac{1}{2}(P'_n a'_n + P''_n a''_n)$$

Sea p la carga uniforme que cubriendo todo el tramo daria en el punto C el mismo momento máximum que las fuerzas aisladas. Tendremos

$$M_c = \tfrac{1}{8}\, p\ (2a)^2 = \tfrac{1}{2}\, pa^2$$

I, por consiguiente,

$$\tfrac{1}{2}pa^2 = \tfrac{1}{2}(P'_n + P''_n)a - \tfrac{1}{2}(P'_n a'_n + P''_n a''_n)$$

El valor de p será:

$$p = \frac{1}{a} \left\{ (P'_n + P''_n) - \frac{1}{a}(P'_n a'_n + P''_n a''_n) \right\}$$

o de una manera jeneral, en el caso de una série de fuerzas P_n,

$$p = \frac{1}{a} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma P_n a_n}{a} \right\} \qquad (1)$$

Esta es la fórmula de que nos serviremos para determinar los valores de p. Tratándose de cargas rodantes, el momento máximo en el punto medio del tramo se produce cuando el eje mas pesado pasa en ese punto. Por eso colocamos siempre la carga de tal manera que el eje mas pesado en el caso de la carreta de 16 toneladas, o el único eje en los demas casos co-

rresponda al punto medio del tramo (*). Ademas, hemos introducido las fuerzas aisladas que provienen de las yuntas, i cuando la lonjitud del puente lo permite, consideramos una fila de carretas semejantes que caminan una detras de la otra.

Los cuadros núm. 1 a núm. 5 se refieren a este caso. Encabezamos cada uno con el estado de solicitacion mas desfavorable, distinguiendo el punto medio del tramo con un signo especial +.

Damos igualmente el detalle de las operaciones en nuestro modo de proceder. Partimos de un tramo de lonjitud nula; aumentamos sucesivamente la lonjitud, procurando siempre dejar la carga mas pesada en la mitad, i calculamos el nuevo valor de p que debe intervenir cada vez que una nueva fuerza llega sobre el puente. Como las operaciones se han hecho con la mitad de las cargas rodantes, las cargas uniformes p se refieren al metro corrido de viga.

11. *Cargas uniformes equivalentes para los momentos a ⅙ de la luz.*

Sean (Lam. II, fig. 2):

P'_n. . . . las fuerzas aisladas a la derecha del punto C, situado a ⅙ del tramo.

P''_n. . . . las fuerzas aisladas a la izquierda de C.

a'_n. . . . las distancias desde las fuerzas P'_n. . . hasta el punto C.

a''_n. . . . las distancia desde las fuerzas P''_n. . . hasta C.

a, la lonjitud de medio tramo.

Considerando siempre dos fuerzas P'_n i P''_n, la reaccion en B será:

$$R_B = \frac{1}{2a} P'_n\left(\frac{5}{6} 2a + a'_n\right) + P''_n\left(\frac{5}{6} 2a - a''_n\right) =$$

$$\frac{5}{6}(P'_n + P''_n) + \frac{1}{2a}(P'_n a_n - P''_n a''_n)$$

(*) Rigorosamente, en el caso de dos ejes bastante próximos uno de otro, el momento máximo se desarrolla sobre la mayor de las fuerzas al instante en que el centro de gravedad del conjunto i dicha fuerza se encuentran a igual distancia del punto medio del tramo. En los casos usuales, el error cometido, poniendo el eje mas pesado en la mitad del tramo, no es mui grande Con la carreta de 16 toneladas, i para un tramo de 14 metros, el error solo es de 2 por ciento.

El momento en C debido a estas fuerzas será:

$$M_c = \frac{5}{6}(P'_n + P''_n) \times \frac{1}{6} 2a + \frac{1}{6}(P'_n a'_n - P''_n a''_n) - P'_n a'_n =$$

$$\frac{1}{6}\,\frac{5}{6}(P'_n + P''_n)2a - \frac{1}{6}(5P'_n a'_n + P''_n a''_n)$$

Llamemos p'' la carga uniforme que cubriendo todo el puente orijina en $\frac{1}{6}$ del tramo el mismo momento que las fuerzas aisladas. Tendremos:

$$M_c = \tfrac{1}{2} p''(2a)^2 \times \frac{1}{6} \times \frac{5}{6}$$

La ecuacion de condicion de la cual se deduce p'' sera, pues:

$$\tfrac{1}{2}\tfrac{1}{6}\frac{5}{6}p'' \times 4a^2 = \tfrac{1}{6}\frac{5}{6}(P'_n + P''_n)2a - \tfrac{1}{6}(5P'_n a'_n + P''_n a''_n)$$

Resultando

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{(P'_n + P''_n) - \frac{6}{10}\,\frac{1}{a}(5P'_n a'_n + P''_n a''_n)\right\}$$

i de una manera jeneral, tendremos

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{\Sigma P_n - \frac{6}{10}\,\frac{1}{a}(5\,\Sigma P'_n a'_n + \Sigma P''_n a''_n)\right\} \qquad (2)$$

Con motivo de la diferencia tan grande que hai entre el peso de los ejes i el de las yuntas, los momentos máximos a $\frac{1}{6}$ del tramo continuarán desarrollándose ahí cuando el eje mas pesado o el eje único se encuentra en dicho punto. El estado de solicitacion mas desfavorable se conoce, pues, inmediatamente. En el caso de puentes para ferrocarriles el tren de prueba está formado de una série de ejes del mismo peso mui poco distantes unos de otros, i en este caso es necesario operar por tanteos sucesivos.

Los cuadros números 6 a número 10 se refieren al caso que nos ocupa. Hemos indicado con el signo + la carga que se

encuentra a $\frac{1}{6}$ del tramo desde el apoyo de la derecha. Como en el caso anterior, hemos calculado los valores de p'' cada vez que una nueva fuerza aparece sobre el tramo, aumentando sucesivamente la lonjitud de éste. La situacion de las yuntas respecto a la carreta es la que para un tramo dado permite colocar el mayor número de fuerzas sobre el puente. A este estado de solicitacion corresponde la hipótesis mas desfavorable. No diremos nada de la composicion de los cuadros que reproducen los términos de la ecuacion en p''. Un exámen un poco detenido da cuenta de la marcha de las operaciones. La columna 10 contiene las cargas uniformes p'' por metro corrido de viga que corresponde a los tramos indicados en la columna 1, i que dan el mismo momento máximo que la carga rodante a $\frac{1}{6}$ de la luz.

12. *Cargas uniformes equivalentes a los esfuerzos de corte.*—Para los esfuerzos de corte se admite, jeneralmente, una sola sobrecarga uniforme que depende de la lonjitud del puente. Esta carga suele ser la que da el mismo momento máximo en el punto medio del tramo; otras veces es la que da el mismo esfuerzo de corte en el apoyo, que la carga rodante.

Hemos demostrado ya los grandes errorres que resultan del primer procedimiento. Del segundo método pueden resultar tambien errores notables para los nudos intermedios. He aquí un ejemplo. Consideremos otra vez el caso anterior que se refiere a un tramo de 18 metros cargado en 12 metros. Veremos luego que en el caso de un puente de lonjitud l cargado sobre una lonjitud l' con una carga uniforme p', el esfuerzo de corte a la distancia l' tiene por valor

$$k = \frac{\frac{1}{2}\, p'\, l'^2}{l}$$

Admitiendo por ahora sin esplicar los resultados del cuadro número 16, vemos que la carga uniforme que corresponde al esfuerzo de corte real para una lonjitud sobrecargada de 12 metros, con una carreta de 8 toneladas, es

$$p' = 1{,}718 \text{ kgs.}$$

La carga uniforme que corresponderia al esfuerzo de corte sobre el apoyo, es decir, para $l' = 18^m$, es

$$p' = 1{,}395 \text{ kgs.}$$

El error relativo que se comete sirviéndose de este último valor, será:

$$\frac{1{,}395 - 1{,}718}{1718} = -18,8 \, p \, \%$$

Los esfuerzos de corte obtenidos en este caso son, pues, mui deficientes. Ademas, ese ejemplo, tomado entre muchos, no da de ninguna manera el error máximo, el cual es mucho mas importante.

El objeto que es preciso conseguir es encontrar las cargas uniformes que dan los mismos esfuerzos de corte máximos que las cargas rodantes en cada nudo. Esta investigacion que parece mui laboriosa a primera vista i variable al infinito, segun la posicion relativa de la sobrecarga respecto a la lonjitud del tramo, se simplifica mucho merced al teorema siguiente:

"La carga uniforme p' que equivale a un sistema de cargas aisladas, en cuanto al esfuerzo de corte en una seccion $S\,S$ de un puente de cualquiera lonjitud que sea, no depende sino de la lonjitud l' sobrecargada, comprendida entre la seccion SS i uno u otro de los apoyos, segun el sentido del esfuerzo."

La demostracion de este principio es mui sencilla. En el caso de una pieza sobre dos apoyos, el esfuerzo de corte máximo en $S\,S$ se produce cuando se descubre toda la parte CB. (Lam. II, figura 3.) No tenemos, pues, que ocuparnos sino de las fuerzas P_n colocadas entre A i C.

Sea $A\,C = l'$ $\quad D\,C = l_n$

El esfuerzo de corte en $S\,S$ producido por P_n tiene por espresion

$$P_n \frac{l' - l_n}{l}$$

I la espresion jeneral del esfuerzo de corte máximo en $S\,S$ será:

$$K_{max} = \Sigma \frac{l' - l_n}{l} P_n$$

Sea p' la carga uniforme que da el mismo K_{max}, i cubriendo el puente desde A hasta C, tendremos:

$$K_{max} = \frac{\frac{1}{2} p' l'^2}{l}$$

Por consiguiente

$$\frac{\frac{1}{2} p' l'^2}{l} = \Sigma \frac{l' - l_n}{l} P_n$$

Resultando

$$p' = \frac{2}{l'} \left\{ \Sigma P_n - \Sigma \frac{l_n P_n}{l'} \right\}$$

espresion independiente de la lonjitud l del tramo i solamente funcion del tren de carga i de la lonjitnd sobrecargada.

Conviene notar que en el caso de estar el puente enteramente cargado, tenemos $l' = l$, i la fórmula será:

$$p' = \frac{2}{l} \left\{ \Sigma P_n - \Sigma \frac{l_n P_n}{l} \right\} \quad (3)$$

El caso de las sobrecargas parciales, se deduce, pues, de las sobrecargas totales sustituyendo a la lonjitud del tramo la absisa de la seccion que se considere.

La disposicion mas desfavorable para el esfuerzo de corte se produce cuando la carga mas pesada se encuentra en la cabeza del tren. Los cuadros núms. 11 a 15 dan las disposiciones mas desfavorables para las cargas rodantes. Los valores de p' se han calculado por la fórmula (3). El solo exámen de los cuadros muestra la marcha que hemos seguido, que es análoga a la de los casos anteriores. Las cargas p' de la columna 6 darán, pues, los mismos esfuerzos de corte que la carga rodante para la lonjitud sobrecargada l' correspondiente, indicada en la columna 1, cualquiera que sea la lonjitud del tramo.

13. *De los momentos jiratorios.* — El esfuerzo de corte máximo que corresponde a una carga uniforme p' i una lonjitud sobrecargada l', tiene por espresion

$$K = \frac{\frac{1}{2} p' l'^2}{l}$$

Como a cada valor de l' corresponde un solo valor de p' para cada sobrecarga, será útil calcular a priori la espresion

$$\tfrac{1}{2} p' l'^2$$

que llamaremos "momento jiratorio".

El cuadro núm. 17 contiene los valores de estos momentos para varios valores de p', tomados de metro en metro, desde 4 hasta 20 metros, i de 5 en 5 metros, desde 20 hasta 50 metros de luz si es necesario; habiéndose hecho los mismos cálculos para los cinco trenes de cargas que hemos estudiado. Bastará, pues, dividir el valor correspondiente del momento jiratorio por la lonjitud del tramo, para conocer inmediatamente el valor del esfuerzo de corte máximo en cualquier punto del tramo distante de l' del apoyo izquierdo.

14. *Cuadro gráfico de las cargas uniformes equivalente a las cargas rodantes.*—Para mostrar claramente la lei de variacion de las diferentes cargas uniformes i abarcar de un golpe de vista el conjunto de los resultados, hemos trazado el cuadro gráfico: 1.°, de las cargas por metro corrido de puente que se refieren a los momentos máximos en el punto medio i ⅙ del tramo; 2.°, de los esfuerzos de corte.

Para cada tren de carga, tenemos, pues, tres curvas (Lám. I), i cada clase de curva se ha indicado con un trazo especial para distinguirlas unas de otras. Por otra parte, las diferentes curvas que se refieren a un mismo tren se indican por la característica de los puntos calculados en los cuadros núms. 1 hasta 15. Fijándose en las leyendas de la Lámina. I se comprenderá, pues, fácilmente la significacion de las quince curvas que hemos trazado.

15. *Discusion.*—La curva que se refiere a los momentos a ⅙ del tramo, queda casi siempre comprendida entre la curva relativa a los momentos en el punto medio i la relativa a los esfuerzos de corte. Tenemos que compararla con la curva de los momentos en el punto medio del tramo.

Para la carga de 16 toneladas i los tramos usuales de 13 a 25 metros, la diferencia relativa es de 6 a 7 por ciento mas o ménos. Para tramos menores que 13 metros, la diferencia es mu-

cho mas grande i alcanza à 20 por ciento. El hecho no tiene importancia práctica, porque para estos tramos las vigas aunque sean metálicas llevan un exceso de materia afuera de la seccion media. Parà tramos que pasan de 25 metros, el error relativo aumenta rápidamente, i para 37 metros de luz la diferencia vuelve a ser de 20 por ciento mas o ménos. Pero en este caso, tambien el hecho es sin importancia, pues veremos luego que desde 27 metros, para cargas de 16 toneladas, la carga uniforme que proviene del agrupamiento de personas o animales da un estado de solicitacion mas desfavorable.

Se veria de la misma manera que para las carretas de 11, 8 i 6 toneladas la diferencia media no pasa de 6 a 7 por ciento para la parte útil de la curva, es decir, para la cual las cargas rodantes dan esfuerzos mayores que la carga uniformemente repartida que proviene de un agrupamiento de personas. Para la carreta de 3 toneladas, la diferencia relativa es bastante considerable; pero, como por una parte la carga uniforme da resultados mas desfavorables, i como por otra parte, no se calcularán nunca puentes metálicos con una carga tan reducida, el hecho pierde todo interes.

Vemos, pues, que en la práctica *es inútil tomar en cuenta los momentos a 1/6 del tramo.*

En lo que se refiere a las diferencias entre las curvas de las cargas uniformes correspondientes al punto medio del tramo i a los esfuerzos de corte sobre los apoyos, se ve que tienen mucha importancia. Es mui raro que la diferencia para un tramo dado quede inferior a 10 por ciento, i mui a menudo alcanza a 30 por ciento. Ademas, cuando se compara la carga uniforme completa que se refiere al momento máximo en el punto medio del tramo con la carga incompleta que se refiere al esfuerzo de corte máximo en un punto intermedio, las diferencias son mucho mas considerables i pueden alcanzar a 50 por ciento en la parte *útil* de las curvas. Esto dice de sobra que los resultados no son comparables i que seria un absurdo aplicar las mismas cargas uniformes para el cálculo de los momentos i para el de los esfuerzos de corte.

En resúmen, vemos que serán de un uso corriente las cargas uniformes relativas a los momentos en el punto medio del tra-

mo, i a los esfuerzos de corte máximo, miéntras que no utilizaremos las cargas relativas a los momentos a $\frac{1}{6}$ del tramo.

16. *Tablas de las cargas uniformes.*—Por este motivo, por medio de los valores de p i p', indicados en los cuadros núms. 1 hasta 15, hemos compuesto las tablas de las cargas uniformes por metro corrido de puente, que corresponden a los momentos máximos en el punto medio de los tramos i a los esfuerzos de corte máximos. Desde 4 hasta 20 metros estos valores han sido calculados de metro en metro. Desde 20 hasta 50 metros, los hemos calculado de 5 en 5 metros. Los resultados han sido obtenidos interpolando segun una recta. El cuadro núm. 16 contiene estas cargas uniformes para las cinco carretas-tipos que hemos indicado. Cuando estudiemos las vigas-barandas, tendremos ocasion de hacer numerosas aplicaciones de estas tablas.

17. *Comparacion de la carga rodante con la carga uniforme que proviene de un agrupamiento de personas.*—Por medio de este cuadro, será fácil comparar el efecto de la carga rodante con el de la carga uniforme relativa a un agrupamiento de personas o animales. En Europa se avalúa jeneralmente esta carga en 400 kilógramos por metro cuadrado. En Austria se admiten 460, 400 o 340 kilógramos segun la naturaleza del tráfico. En Chile seria poco prudente tomar una carga uniforme inferior a 400 kgs. por metro cuadrado, pues todos los puentes tienen que soportar el tráfico de rebaños de animales que son arrojados sobre el puente por masas compactas, principalmente en la época de los rodeos. Será, pues, necesario contar en todos los casos con una carga uniforme de 400 kgs. por metro cuadrado. Por otra parte, indicaremos luego que la estension ocupada por una carreta puede avaluarse en 3 m. 15. Como es necesario dejar un espacio libre cerca de ámbos estremos del eje, puede estimarse en 3 m. 50 el ancho necesario para el pasaje de una carreta. Habrá, pues, que comparar las cargas rodantes con una carga uniforme de 3 metros 50 centímetros × 400 $^{kgs.}$ = 1,400 kgs. por metro corrido de puente.

Síguese desde luego que segun que las cargas uniformes debidas a las cargas rodantes serán inferiores o superiores a 1,400 kilógramos por metro corrido de puente, habrá que emplear la sobrecarga uniforme de 400 kgs. por metro cuadrado, o la que

corresponda a las cargas rodantes, i en este caso habrá que agregar a ésta las sobrecargas laterales de 400 kgs. por metro cuadrado, que a veces se reduce a 300 kgs. por metro cuadrado.

Hemos calculado las luces desde las cuales los efectos de la sobrecarga de 400 kgs. por metro cuadrado son mas importantes que los de la carreta. Estas lonjitudes fijan los límites a partir de los cuales habrá que abandonar en los cálculos las cargas rodantes para hacer uso de las cargas uniformes de 400 kgs. por metro cuadrado.

He aquí el resultado de estos cálculos:

Peso de la carreta	LONJITUD DE LOS TRAMOS — Momentos de flexion	LONJITUD DE LOS TRAMOS — Esfuerzos de Corte
1 Toneladas	2 Metros	3 Metros
16	27,01	52,70
11	18,80	27,92
8	13,11	17,74
6	9,71	11.95
3	4,33	5,31

Para lonjitudes mayores que las indicadas en las columnas 2 i 3, la carga uniforme de 400 kilógramos por metro cuadrado es mas desfavorable que la carga rodante.

§ 3.—DE LAS DIMENSIONES TRASVERSALES DE LAS CARRETAS DE PRUEBA I DE LOS PUENTES

18. *De la carreta.*—Hasta ahora, solo nos hemos ocupado de la importancia de las cargas i del perfil lonjitudinal del tren de prueba. Con el objeto de determinar el ancho de la vía carretera i la distancia mínima entre barandas, tenemos que fijarnos en las dimensiones trasversales de las carretas. La figura 4 de la Lámina II da el croquis de una carreta cuyas dimensiones fueron tomadas en Santiago. La distancia entre

los planos esteriores de las ruedas es de 2,25 metros. La parte del eje que sale fuera de la rueda tiene 0,45 metros de lonjitud.

19. *Ancho de la vía carretera.*—Es indispensable dar a la vía carretera un exceso de ancho para que las carretas tengan un acceso fácil al puente. Bajo este punto de vista una anchura de 3 metros basta rigorosamente. Sin embargo, es mui raro que se adopte esta dimension. A veces se admiten 3.20 metros, i aun con este ancho se producen reclamos. Por eso, la vía carretera es jeneralmente de 3.80 metros.

20. *Ancho mínimo entre las barandas.*—Este ancho mínimo debe determinarse por la condicion de que entre la estremidad del eje, para una carreta que camina segun el eje del puente, i la baranda quede un espacio libre suficiente para que un hombre pueda guarecerse; o para que el estremo del eje no toque la baranda, cuando la rueda se apoya contra el guardarueda. Para conseguir este doble fin, es necesario dejar un ancho libre de 4.20 metros (Lám. II, fig. 4) al interior de las barandas. Éste es, por consiguiente, el ancho mínimo que conviene dar a los puentes.

En muchos casos este ancho no basta. Cuando el puente es bastante largo, es necesario que la carreta pueda cruzar con un hombre a caballo o un animal por cada lado. En este caso no está de mas una distancia libre de 5 metros entre las vigas. Esta es una dimension empleada con frecuencia.

Para los puentes del campo, se trata jeneralmente de suprimir los andenes, limitándose el constructor a poner dos guardaruedas que deslindan la vía carretera. Como hai poca jente de a pie, i para cruzar una carreta con un jinete, el anden seria mas bien un impedimento, es mui natural que se le suprima.

21. *Ancho mínimo para los puentes de doble vía.*—No terminaremos este capítulo sin indicar el ancho que nos parece convenir para los puentes de doble vía. La figura 5 de la Lámina II indica la posicion relativa de dos carretas que se cruzan. A nuestro parecer, es preciso dejar una distancia de 0,20 metro entre las estremidades de los ejes, i 0,75 metro entre las estremidades de los ejes i cada baranda. Un puente de doble vía es jeneralmente bastante largo i supone un tráfico

intenso. La circulacion tiene, pues, que ser mas fácil que en los casos ordinarios. Esto justifica el aumento de los espacios libres laterales hasta 0.75 metro. Segun estas indicaciones se ve que para los puentes de doble vía el ancho libre entre las vigas será de 8 metros.

CUADRO NÚM. 1

22.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la mitad del tramo

CARRETA DE 16 TONELADAS

18.50 15 50 13 00 10.00 7.00 4 00 + 3.00 5.50 8.50 11.50 14.50 18.50

m. 3 00	m. 2.50	m. 3.00	m. 3.00	m. 3.00	m. 4.00	m. 3 00	m. 2.50	m. 3.00	m. 3.00	m. 3.00	m. 4.00

800k 800k 800k 800k 800k 800k 800k 800k

5000k 3000k 5000k 3000k 5000k

$$p = \frac{1}{a}\left\{ P\Sigma_n - \frac{\Sigma a_n P_n}{a} \right\}$$

$l = 2a$ — 1 Metros	a_n IZQUIERDO 2 Metros	a_n DERECHO 3 Metros	P_n — 4 Toneladas	ΣP_n — 5 Toneladas	$a_n P_n$ — 6 Tonelámetros	$\Sigma a_n P_n$ — 7 Tonelámetros	p — 8 Kilógramos
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 5,000	t. 5,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
4,00	...	...	...	...	...	...	k. 2.500,0
6,00		3,00	3,000	8.000	9,000	9,000	1.666,6
8,00	4,00		0,800	8,800	3,200	12,200	1.437,5
11,00		5,50	0,800	9,600	4,400	16,600	1.196,4
14.00	7,00		0,800	10,400	5,600	22,200	1 032,7
17,00		8,50	0 800	11,200	6,800	29,000	915,3
20,00	10,00		0 800	12 000	8,000	37,000	830,0
23,00		11,50	0,800	12.800	9,200	46,200	763,7
26,00	13,00		0,800	13,600	10,400	56,600	711,3
29,00		14,50	0,800	14,400	11,600	68,200	668,7
31,00	15,50		3,000	17,400	46,500	114,700	645,2
37,00	18,50	18'50	10,000	27,400	185,000	299,700	605,4

CUADRO NÚM. 2

23.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la mitad del tramo

CARRETA DE 11 TONELADAS

m. m. m. m.
14.30 11.30 8.30 5.30 + 4.20 7.20 10.20 13.20

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
3.00	3.00	3.00	5.30	4.20	3.00	3.00	3.00

800k 800k 800k 800k 5500k 800k 800k 800k 800k

$$p = \frac{1}{a} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma a_n \; P_n}{a} \right\}$$

$l = 2a$	a_n		P_n	ΣP_n	$a_n \; P_n$	$\Sigma a_n \; P_n$	P
—	IZQUIERDO	DERECHO	—	—	—	—	—
1	2	3	4	5	6	7	8
Metros	Metros	Metros	Toneladas	Toneladas	Tonelámetros	Tonelámetros	Kilógramos
m.	m.	m.	t.	t.	tm.	tm.	
0,00	0,00	0,00	5,500	5,500	0,000	0,000	∞
							k.
8,40		4,20	0,800	6,300	3,360	3,360	1.309,5
10,00	...	...	...	6,300	...	3,360	1.125,6
10,60	5,30		0,800	7,100	4,240	7,600	1.069,4
12,00	...	...	...	7,100	...	7,600	972,3
14,00	...	...	...	7,100	...	7,600	859,2
14,40	...	7,20	0,800	7,900	5,760	13,360	839,5
16,00		...	...	7,900	...	13,360	778,75
16,60	8,30		0,800	8,700	6,640	20,000	758,0
18,00	...	...	...	8,700	...	20,000	719,75
20,00	...	...	...	8,700	...	20,000	670,0
20,40		10,20	0,800	9,500	8,160	28,160	660,8

CUADRO NÚM. 3

24.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la mitad del tramo

CARRETA DE 8 TONELADAS

m. 14.50 m. 10.80 m. 7.80 m. 4.80 + m. 3.70 m. 6.70 m. 9.70 m. 14.50

m. 3.70 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 4.80 | m. 3.70 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 4.80

800k 800k 800k 800k 800k 800k

4000k 4000k 4000k

$$p = \frac{1}{a} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma a_n \; P_n}{a} \right\}$$

$l = 2a$ — 1 Metros	a_n IZQUIERDO 2 Metros	a_n DERECHO 3 Metros	P_n — 4 Toneladas	ΣP_n — 5 Toneladas	$a_n \; P_n$ — 6 Tonelámetros	$\Sigma a_n \; P_n$ — 7 Tonelámetros	p — 8 Kilógramos
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 4,000	t. 4,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
7,40		3,70	0,800	4,800	2,960	2,960	k 1.081,0
9,60	4,80		0,800	5,600	3,840	6,800	871,5
13,40		6,70	0,800	6,400	5,360	12,160	684,3
15,60	7,80		0,800	7,200	6,240	18,400	620,6
19,40		9,70	0,800	8,000	7,760	26,160	546,7
21,60	10,80		0,800	8,800	8,640	34,800	516,5
29,00	14,50	14,50	8,000	16,800	116,000	150,800	441,3

CUADRO NÚM. 4

25.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la mitad del tramo

CARRETA DE 6 TONELADAS

m.	m.	m.	m.		m.	m.	m.	m.
13.50	10.20	7.20	4.20	+	3.30	6.30	9.30	13.50

m. 3.30	m. 3.00	m. 3.00	m. 4.20	m. 3.30	m. 3.00	m. 3.00	m. 4.20	
	800k	800k	800k		800k	800k	800k	
3000k				3000k				3000k

$$p = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma a_n \; P_n}{a} \right\}$$

$l = 2a$	a_n		P_n	ΣP_n	$a_n \; P_n$	$\Sigma a_n \; P_n$	p
	IZQUIERDO	DERECHO	—	—	—	—	—
1	2	3	4	5	6	7	8
Metros	Metros	Metros	Toneladas	Toneladas	Tonelámetros	Tonelámetros	Kilógramos
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 3,000	t. 3,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
6,60		3,30	0,800	3,800	2,640	2,640	k 909,0
8,40	4,20		0,800	4,600	3,360	6,000	754,8
12,60		6,30	0,800	5,400	5,040	11,040	579,0
14,40	7,20		0,800	6,200	5,760	16,800	537,0
18,60		9,30	0,800	7,000	7,440	24,240	472,4
20,40	10,20		0,800	7,800	8,160	32,400	453,3
27,00	13,50	13,50	6,000	13,800	81,000	113,400	400,0

CUADRO NÚM. 5

26.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la mitad del tramo

CARRETA DE 3 TONELADAS

m.	m.	m.	m.		m.	m.	m.	m.
14.70	10.50	7.20	4.20	+	3.30	6.30	10.50	13.80

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
4.20	3.30	3.00	4.20	3.20	3.00	4.20	3.30

800k   800k   800k   800k   800k   800k

1500k   1500k   1500k

$$p = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma a_n P_n}{a} \right\}$$

$l = 2a$ — 1 Metros	a_n IZQUIERDO — 2 Metros	a_n DERECHO — 3 Metros	P_n — 4 Toneladas	ΣP_n — 5 Toneladas	$a_n P_n$ — 6 Tonelámetros	$\Sigma a_n P_n$ — 7 Tonelámetros	p — 8 Kilógramos
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 1,500	t. 1,500	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
6,60		3,30	0,800	2,300	2,640	2,640	k 454,5
8,40	4,20		0,800	3,100	3,360	6,000	398,0
12,60		6,30	c,800	3,900	5,040	11,040	340,9
14,40	7.20		0,800	4,700	5,760	16,800	328,7
21,00	10,50	10,50	3,000	7,700	31,500	48,300	295,2

CUADRO NÚM. 6

27.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la ⅙ parte del tramo

CARRETA DE 16 TONELADAS

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.		m.	m.	m.
24.00	21.50	18.50	14.50	11.50	8.50	5.50	3.00	+	4.00	7.00	10.00

m. 2.50	m. 3.00	m. 4 00	m. 3.00	m. 3.00	m. 3.00	m. 2.50	m. 3.00	m. 4.00	m. 3.00	m. 3.00

800k 3000k 5000k 800k 800k 800k 800k 3000k 5000k 800k 800k 800k

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{6}{10}\,\frac{1}{a}\left(5\,\Sigma P'_n\, a'_n + \Sigma P''_n\, a''_n\right)\right\}$$

l — 1 Metros	a''_n — 2 Metros	$5a'_n$ — 3 Metros	a — 4 Metros	P_n — 5 Tonels.	ΣP_n — 6 Tonels.	$a''_n P''_n$ ó $5a'_n P'_n$ 7 Toneláметros	$\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n$ 8 Tonelámetros	$\frac{6}{10}\left(\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n\right)$ 9 Tonelámetros	p'' — 10 Kilóg.
m.	m.	m.	m.	t.	t.	tm.	tm.	tm.	
0,00	0,00	0,00	0,00	5,000	5,000	0,000	0,000	0,000	∞
									k.
3,60	3,00		1,80	3.000	8,000	9,000	9,000	5,400	2777,7
6,60	5,50		3,30	0,800	8.800	4,400	13,400	8,040	1928,5
10,20	8,50		5,10	0,800	9,600	6,800	20,200	12,120	1416,3
13,80	11.50		6,90	0,800	10,400	9,200	29,400	17,640	1136,6
17,40	14,50		8,70	0,800	11,200	11,600	41,000	24,600	962,3
22,20	18,50		11,10	5,000	16,200	92,500	133,500	80,100	809,3
24,00		20,00	12,00	0,800	17,000	16,000	149,500	89,700	793,7
25,80	21,50		12,90	3,000	20,000	64,500	214,000	128,400	778,8
28,80	24,00		14,40	0,800	20,800	19,200	233,200	139,920	769,6
32,40	27,00		16,20	0,800	21,600	21,600	254,800	152,882	750,8
36,00	30,00		18,00	0,800	22,400	24,000	278,800	167,280	728,2
39,60	33,00		19,80	0,800	23,200	26,400	305,200	183,120	704,6
40,00		35,00	20,00	0,800	24,000	28,000	333,200	199,920	700,2
44,40	37,00		22,20	5,000	29,000	18,5000	518,200	310,920	675,4
48,00	40,00		24,00	3,000	32,000	120,000	638,200	382,920	668,5

CUADRO NÚM. 7

28.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la 1/6 parte del tramo

CARRETA DE 11 TONELADAS

m. 28.70 m. 25.70 m. 22.70 m. 18.50 m. 13.20 m. 10.20 m. 7.20 m. 4 20 + m. 5 30

m. 3.00 | m. 3.00 | m. 4.20 | m. 5.30 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 4.20 | m. 5.30

800k 800k 800k 5500 8c0k 800k 800k 800k 5500 800k

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{6}{10}\frac{1}{a}\left(5\, \Sigma P'_n\, a'_n + \Sigma P''_n\, a''_n\right)\right\}$$

— 1 Met	a''_n — 2 Metros	$5a'_n$ — 3 Metros	a — 4 Metros	P_n — 5 Tonels.	ΣP_n — 6 Tonels.	$a_n''\ P_n''$ ó $5a'_n\ P'_n$ 7 Tonelámetros	$\Sigma a''_n\ P''_n +$ $5\Sigma a'_n\ P'_n$ 8 Tonelámetros	$\frac{6}{10}\left(\Sigma a''_n\ P''_n + 5\Sigma a'_n\ P'_n\right)$ 9 Tonelámetros	p'' — 10 Kilóg.
m. 0,	m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 5,500	t. 5,500	tm. 0,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
5,	4,20		2,52	0,800	6,300	3,360	3,360	2.016	k 2182,5
8,	7,20		4.32	0,800	7.100	5,760	9,120	5,472	1350,4
2.	10,20		6.12	0,800	7,900	8,160	17,280	10,368	1014,0
5,	13,20		7,92	0,800	8,700	10,560	27,840	16,704	832,2
2,	18,50		11.10	5,500	14,200	101,750	129,590	77,754	648,3
7,	22,70		13,62	0,800	15,000	18,160	147,750	88,650	623,4
0,8	25,70		15,42	0,800	15,800	20,560	168,310	100,986	600,0
1,8		26,50	15,90	0,800	16,600	21,200	189,510	113,706	594,2
4,4	28,70		17,22	0,800	17,400	22,960	212,470	127,482	580,5

CUADRO NÚM. 8

29—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en ⅙ parte del tramo

Carreta de 8 toneladas

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.		m.
24.20	21.20	18.20	14.50	9.70	6.70	3.70	+	4.80

m. 3.00	m. 3.00	m. 3.70	m. 4.80	m. 3.00	m. 3.00	m. 3.70	m. 4.80

800k 800k 800k 4000k 800k 800k 800k 4000k 800k

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{6}{10}\,\frac{1}{a}\left(5\,\Sigma P'_n\,a'_n + \Sigma P_n''\,a_n''\right)\right\}$$

$l = 2a$ — 1 Metros	a''_n — 2 Metros	$5a'_n$ — 3 Metros	a — 4 Metros	P_n — 5 Tonels.	ΣP_n — 6 Tonels.	$a''P''$ o $5a'_n P'_n$ 7 Tonelámetros	$\Sigma a''P'' + 5\Sigma a'_n P'_n$ 8 Tonelámetros	$\frac{6}{10}\left\{\begin{matrix}\Sigma a''_n P''_n \\ 5\Sigma a'_n P'_n\end{matrix}\right\}$ 9 Tonelámetros
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 4,000	t. 4,000	tm. 0,000	tm. 0,000	tm. 0,000
4,44	3,70		2,22	0,800	4,800	2,960	2,960	1,776
8,04	6,70		4,02	0,800	5,600	5,360	8,320	4,992
11,64	9,70		5,82	0,800	6,400	7,760	16,080	9,648
17,40	14,50		8,70	4,000	10,400	58,000	74,080	44,448
21,84	18,20		10,92	0,800	11,200	14,560	88,640	53,184
25,44	21,20		12,72	0,800	12,000	16,960	105,600	63,360

CUADRO NÚM. 9

30.—Cargas uniformes equivalentes para los mementos máximos en la ⅙ parte del tramo

CARRETA DE 6 TONELADAS

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.		m.
27.00	22.80	19.80	16.80	13.50	9.30	6.30	3.30	+	4.20

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
4.20	3.00	3.00	3.30	4 20	3.00	3.00	3.30	4.20

800k 800k 800k — 800k 800k 800k — 800k

3000k — 3000k — 3000k

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{6}{10}\,\frac{1}{a}\left(5\Sigma P'_n\, a'_n + \Sigma P''_n\, a''_n \right) \right\}$$

2a — …ros	a''_n — 2 Metros	$5'a_n$ — 3 Metros	a — 4 Metros	P_n — 5 Tonels.	ΣP_n — 6 Tonels.	$a_n'' P_n''$ ó $5a'_n P'_n$ 7 Tonelametros	$\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n$ 8 Tonelametros	$\frac{6}{10}\left\{\begin{matrix}\Sigma a''_n P''_n \\ \Sigma 5a'_n P'_n\end{matrix}\right\}$ 9 Tonelametros	p'' — 10 Kilóg.
.	m.	m.	m.	t.	t.	tm.	tm.	tm.	
00	0,00	0,00	0,00	3,000	3,000	0,000	0,000	0,000	∞
									k.
96	3,30		1,98	0,800	3,800	2,640	2,640	1,584	1515,1
56	6,30		3,78	0,800	4,600	5,040	7,680	4,608	894,4
1 16	9,30		5,58	0,800	5,400	7,440	15,120	9,072	676,5
1 20	13,50		8,10	3,000	8,400	40,500	55,620	33,372	528,4
2 16	16,80		10,08	0,800	9,200	13,440	69,060	41,436	504,9
2 76	19,80		11,88	0,800	10,000	15,840	84,900	50,940	489,8

CUADRO NÚM. 10

31.—Cargas uniformes equivalentes para los momentos máximos en la ⅙ parte del tramo

CARRETA DE 3 TONELADAS

m. 24.30 — m. 21.00 — m. 16.80 — m. 13.80 — m. 10.50 — m. 6.30 — m. 3.30 + m. 4.20

m. 3.00	m. 3.30	m. 4.20	m. 3.00	m. 3.30	m. 4.20	m. 3.00	m. 3.30	m. 4.20

800k 800k 1500k 800k 800k 1500k 800k 800k 1500k 800k

$$p'' = \frac{1}{a}\left\{ \Sigma P_n - \frac{1}{10}\,\frac{1}{a}\left(5\ \Sigma P'_n a'_n + \Sigma P''_n\ a''_n\right)\right\}$$

$l=2a$ — 1 Metros	a''_n — 2 Metros	$5a_n'$ — 3 Metros	a — 4 Metros	P_n — 5 Tonels.	ΣP_n — 6 Tonels	$a''_n P''_n$ o $5a'_n P'_n$ 7 Toneládmetros	$\Sigma a''_n P''_n +$ $5\Sigma a'_n P'_n$ 8 Tonelámetros	$\frac{6}{10}\left\{\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n\right\}$ 9 Tonelámetros	p'' 1[illegible] Kil[illegible]
m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	m. 0,00	t. 1,500	t. 1,500	tm. 0,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∝
3,96	3,30		1,98	0,800	2,300	2,640	2,640	1,584	75[illegible]
7,56	6,30		3,78	0,800	3,100	5,040	7,680	4,608	49[illegible]
12,60	10,50		6,30	1,500	4,600	15,750	23,430	14,058	37[illegible]
16,56	13,80		8.28	0,800	5,400	11,040	34,470	20,682	35[illegible]

CUADRO NÚM. 11

32.—Cargas uniformes equivalentes para el cálculo de los montantes i las diagonales

CARRETA DE 16 TONELADAS

m. m. m m. m m. m. m. m. m. m. m. m.
40.00 37.00 33.00. 30.00 27.00 24.00 21.50 18.50 11.50 11.50 8.50 5.50 5.00 0

m. 3.00 | m. 4.00 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 2.50 | m. 3.00 | m. 4.00 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 2.50 | m. 3.00

800k 800k 800k 800k — 800k 800k 800k 800k

3000k 5000k — 3000k 5000k — 3000k 5000k

$$p = \frac{2}{l'} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n \; P_n}{l'} \right\}$$

l o' l' — 1 Metros	P_n — 2 Toneladas	ΣP_n — 3 Toneladas	$l_n \; P_n$ — 4 Tonelámetros	$\Sigma l_n \; P_n$ — 5 Tonelámetros	p' — 6 Kilógramos
m.	t.	t.	tm.	tm.	
0,00	5,000	5,000	0,000	0,000	∞
					k
3,00	3,000	8,000	9,000	9,000	3333,3
5,50	0,800	8,800	4,400	13,400	2314,2
8,50	0,800	9,600	6,800	20,200	1699,4
11,50	0,800	10,400	9,200	29,400	1364,2
14,50	0,800	11,200	11,600	41,000	1154,8
18,50	5,000	16,200	92,500	133,500	971,2
21,50	3,000	19,200	64,500	198,000	929,4
24,00	0,800	20,000	19,200	217,200	912,5
27,00	0,800	20,800	21,600	238,800	885,7
30,00	0,800	21,600	24,000	262,800	856,0
33,00	0,800	22,400	26,400	289,200	826,5
37,00	5,000	27,400	185,000	474,200	788,7
40.00	3,000	30,400	120,000	594,200	777,25

CUADRO NÚM. 12

33.—Cargas uniformes equivalentes para el cálculo de los montantes i diagonales

CARRETA DE 11 TONELADAS

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	
37.00	31.70	28.70	25.70	22.70	18.50	13.20	10.20	7.20	4.20	0

m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
5.30	3.00	3.00	3.00	4.20	5.30	3.00	3.00	3.00	4.20

800k 800k 800k 800k 800k 800k 800k 800k

5500k 5500k 5500k

$$p' = \frac{2}{l'} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'} \right\}$$

$l_n = l'$ — 1 Metros	P_n — 2 Toneladas	ΣP_n — 3 Toneladas	$l_n P_n$ — 4 Tonelámetros	$\Sigma l_n P_n$ — 5 Tonelámetros	p' — 6 Kilógramos
m.	t.	t.	tm.	tm.	
0,00	5,500	5,500	0,000	0,000	∞
					k
4,20	0,800	6,300	3,360	3,360	2619,0
7,20	0,800	7,100	5,760	9,120	1620,5
10,20	0,800	7,900	8,160	17,280	1216,8
13,20	0,800	8,700	10,560	27,840	998,6
18,50	5,500	14,200	101,750	129,590	777,8
22,70	0,800	15,000	18,160	147,750	748,1
25,70	0,800	15,800	20,560	168,310	719,9
28,70	0,800	16,600	22,900	191,270	692,4
31,70	0,800	17,400	25,360	216,630	666,6
37,00	5,500	22,900	203,500	420,130	624,1

CUADRO NÚN. 13

34.—Cargas uniformes equivalentes para el cálculo de los montantes i diagonales

Carreta de 8 toneladas

m. 32.70		m. 29.00		m. 24.20		m. 21.20		m. 18.20		m. 14.50		m. 9.70		m. 6.70		m. 3.70		0
	m. 3.70		m. 4.80		m. 3.00		m. 3.00		m. 3.70		m. 4.80		m. 3.00		m. 3.00		m. 3.70	
800k		4000k		800k		800k		800k		4000k		800k		800k		800k		4000k

$$p' = \frac{2}{l'}\left\{\Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'}\right\}$$

$l_n = l'$ — Metros	P_n — Toneladas	ΣP_n — Toneladas	$l_n P_n$ — Tonelámetros	$\Sigma l_n P_n$ — Tonelámetros	p' — Kilógramos
m. 0,00	t. 4,000	t. 4,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
3,70	0,800	4,800	2,960	2,960	k. 2.162,1
6,70	0,800	5,600	5,360	8,320	1.300,9
9,70	0,800	6,400	7,760	16,080	977,8
14,50	4,000	10,400	58,000	74,080	729,8
18,20	0,800	11,200	14,560	88,640	695,6
21,20	0,800	12,000	16,960	105,600	662,1
24,20	0,800	12,800	19,360	124,960	631,1
29,00	4,000	16,800	116,000	240,960	585,6

CUADRO NÚM. 14

35.—Cargas uniformes equivalentes para el cálculo de los montantes i diagonales

Carretas de 6 toneladas

m. 27.00 — m 22.80 — m. 19.80 — m. 16.80 — m. 13.50 — m. 9.30 — m. 6.30 — m. 3.30 — 0

m. 4.20 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 3.30 | m. 4.20 | m. 3.00 | m. 3.00 | m. 3.30

800k 800k 800k 800k 800k 800k

3000k 3000k 3000k

$$p' = \frac{2}{l'} \left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'} \right\}$$

$l_n = l'$ — 1 Metros	P_n — 2 Toneladas	ΣP_n — 3 Toneladas	$l_n P_n$ — 4 Tonelámetros	$\Sigma l_n P_n$ — 5 Tonelámetros	p' — 6 Kilógramos
m. 0,00	t. 3,000	t. 3,000	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
3,30	0,800	3,800	2,640	2,640	k 1818,2
6,30	0,800	4,600	5,040	7,680	1073,3
9,30	0,800	5,400	7,440	15,120	811,3
13,50	3,000	8,400	40,500	55,620	634,0
16,80	0,800	9,200	13,440	69,060	605,9
19,80	0,800	10,000	15,840	84,900	577,0
22,80	0,800	10,800	18,240	103,140	550,6
27,00	3,000	13,800	81,000	184,140	517,0

CUADRO NÚM. 15

36.—Cargas uniformes equivalentes para el cálculo de los montantes i diagonales

CARRETA DE 3 TONELADAS

m. 27.30	m. 24.30	m. 21.00	m. 16.80	m. 13.80	m. 10.50	m. 6.30	m. 3.30	0
	m. 3.00	m. 3.30	m. 4.20	m. 3.00	m. 3.30	m. 4.20	m. 3.00	m. 3.30
800k	800k	1500k	800k	800k	1500k	800k	800k	1500k

$$p' = \frac{2}{l'}\left\{ \Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'} \right\}$$

$l_n = l'$ — Metros	P_n — Toneladas	ΣP_n — Toneladas	$l_n P_n$ — Tonelámetros	$\Sigma l_n P_n$ — Tonelámetros	p' — Kilógramos
m. 0,00	t. 1,500	t. 1,500	tm. 0,000	tm. 0,000	∞
3,30	0,800	2,300	2,640	2,640	k 909,1
6,30	0,800	3,100	5,040	7,680	597,1
10,50	1,500	4,600	15,750	23,430	451,2
13,80	0,800	5,400	11,040	34,470	420,7
16,80	0,800	6,200	13,440	47,910	398,5
21,00	1,500	7,700	31,500	79,410	373,2

CUADRO NÚM. 16

37.—Cuadro de las cargas uniformes equivalentes a las cargas rodantes por metro corrido de puente

Lonjitud del tramo	CARRETA DE 16 TONELADAS		CARRETA DE 11 TONELADAS		CARRETA DE 8 TONELADAS		CARRETA DE 6 TONELADAS		CARRETA DE 3 TONELADAS	
	Momentos en la mitad	Esfuerzos de corte	Momentos en la mitad	Esfuerzos de corte	Momentos en la mitad	Esfuerzos de corte	Momentos en la mitad	Esfuerzos de corte	Momentos en la mitad	Esfuerzos de corte
m.		k.	k.	k.	k.	k.	k.	k.	k.	k.
4,00	5,000	5,852	5,500	5,500	4,000	4,152	3,000	3,289	1,500	1,673
5,00	4,167	5,037	4,400	4,706	3,200	3,578	2,400	2,793	1,200	1,465
6,00	3,334	4.424	3,666	4,041	2,666	3,004	2,000	2,296	1,000	1,257
7,00	3,104	4,014	3,143	3,375	2,286	2,538	1,750	2,025	885	1,146
8,00	2,875	3,604	2,750	3,026	2,048	2,322	1,579	1,851	822	1,077
9,00	2,715	3,288	2,482	2,811	1,858	2,107	1,460	1,677	780	1,007
10,00	2,554	3,064	2,251	2,595	1,705	1,925	1,376	1,565	753	938
11,00	2,393	2,840	2,083	2,318	1,606	1,822	1,292	1,480	726	
12,00	2,284	2,659	1,944	2,172	1,507	1,718	1,208	1,396	699	
13,00	2,175	2,519	1,831	2,027	1,408	1,615	1,140	1,311		
14,00	2,066	2,380	1,718	1,931	1,334	1,511	1,093	1,260		
15,00	1,988	2,264	1,634	1,848	1,275	1,451	1,056	1,243		
16,00	1,909	2,172	1,558	1,765	1,225	1,432	1,024	1,225		
17,00	1,831	2,081	1,495	1,681	1,187	1,414	994	1,208		
18,00	1,774	1,989	1,440	1,598	1,148	1,395	963	1,189		
19,00	1,717	1,929	1,390	1,549	1,109	1,374		1,170		
20,00	1,661	1,901	1,340	1,535		1,352		1,151		
25,00	1,458	1,807		1,452		1,247				
30,00	1,314	1,712		1,368		1,167				
35,00	1,238	1,616		1,281						
40,00		1,555								
45,00		1,494								
50,00		1,433								

Observaciones

Para tramos mas largos que los siguientes, las cargas uniformes equivalentes a las cargas rodantes son inferiores a

Kg. Kg.
1400 = 3,50 × 400

Carretas.	Momentos.	Esfuerzos de corte
t.	m.	m.
16. . . .	27,01	52,70
11. . . .	18,80	27,92
8. . . .	13,11	17,74
6. . . .	9,71	11.95
3. . . .	4,33	5,31

CUADRO NÚM. 17

38.—Cuadro de las cargas uniformes p′ valores de ½ p′ l′²

Lonjitud sobrecargada	CARRETA DE 16 TONELADAS		CARRETA DE 11 TONELADAS		CARRETA DE 8 TONELADAS		CARRETA DE 6 TONELADAS		CARRETA DE 3 TONELADAS		Observaciones
	p' Kg.	$\frac{1}{2}p'l'^2$ Kgm.	p' Kg.	$\frac{1}{2}p'l'^2$ Kgm.	p' Kg.	$\frac{1}{2}p'l'^2$ Kgm.	p' Kg.	$\frac{1}{2}p'l'^2$ Kgm.	p' Kg.	$\frac{1}{2}p'l'^2$ Kgm.	
4.00	5,852	46,816	5,500	44,000	4,152	33,216	3,289	26,312	1,673	13,384	Para tener el esfuerzo de corte debido a una de las carretas de prueba, para una lonjitud l' sobrecargada, basta dividir el valor correspondiente de $\frac{1}{2}p'l'^2$ por la lonjitud del tramo.
5.00	5,037	62,962.5	4,706	58,825	3,578	49,725	2,793	29,826.5	1,465	18,312 5	
6.00	4,424	79,632	4,041	72,738	3,004	54,072	2,296	41,328	1,257	22,625	
7.00	4,014	98,343	3,375	82,687.5	2.538	62,181	2,025	49,612.5	1,146	38,077	
8.00	3,604	115,328	3,026	96,832	2,322	74,304	1,851	59,232	1,077	34,464	
9,00	3,288	113,164	2,811	113,845.5	2,107	85,335.5	1,677	67,918.5	1,007	40,783.5	
10.00	3,064	153,200	2,595	129,750	1,925	96,250	1,565	78,250	938	46,900	
11.00	2,840	171,820	2,318	140,239	1,822	110,231	1,480	89,540			
12.00	2,659	191,448	2,172	156,384	1,718	123,696	1,396	100,512			
13.00	2,519	212,855.5	2.027	171,281.5	1,615	136,467.5	1,311	110,779.5			
14.00	2,380	233,240	1,931	189,238	1,511	148,078	1,260	123,480			
15.00	2,264	254,700	1,848	207,900	1,451	163,237	1,243	139,837.5			
16.00	2,172	278,016	1,765	225,920	1,432	183,296	1,225	156,800			
17.00	2,081	300,704.5	1,681	242,904.5	1,414	204,323	1,208	174,556			
18.00	1,989	322,218	1,598	258,876	1,395	225,990	1,189	192,618			
19.00	1,929	348,184.5	1,549	279,594.5	1,374	248,007	1,170	211,185			
20.00	1,901	380,200	1,535	307,000	1,352	270,400	1,151	230,200			
25.00	1,807	564,687.5	1,452	453,750	1,247	389,687.5					
30.00	1,712	770,400	1,363	613,650							
35 00	1,616	989,800	1,281	784,612.5							
40.00	1,555	1.244,000									
45.00	1,494	1.512,675									
50.00	1,433	1.791,250									

(Continuará)

GUILLERMO OTTEN
Injeniero de Puentes i Calzadas de Béljica,
contratado por el Gobierno de Chile